

УДК 624.042.8(031)

Самедов А.М., д.т.н., проф., Алексеенко Я.В., студ., каф. ГСГТ, НТУУ «КПИ» г. Киев, Украина

РАЗРУШЕНИЕ ОСНОВАНИЙ СО СЛАБЫМИ ПОДСТИЛАЮЩИМИ ГРУНТАМИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Во многих случаях основания подземных сооружений состоят из прочных грунтов малой толщины, но подстилающими слоями являются слабые структурно-неустойчивые грунты, такие как торфяные, илистые, набухающие, лессовопросадочные и др. При проектировании и строительстве часто не учитывают эти слабые слои, так как основания сооружения фактически состоят из прочных грунтов, но в активной зоне под фундаментами динамическим нагрузкам подвергаются слабые структурно-неустойчивые грунты, которые деформируются и приводят к полному разрушению подземных сооружений. Такие разрушения сопровождаются выделением экологически опасных продуктов, таких как нефтепродукты, жидкие газы, фекальные и канализационные отходы, промышленные и санитарные смеси и т.д., что характеризует актуальность настоящей проблемы.

Цель настоящей работы оценить напряженные состояния оснований подземных сооружений, которые содержат структурно-неустойчивые слои и деформируются при действии динамических нагрузок.

К таким подземным сооружениям с динамическими нагрузками можно отнести: водочистные сооружения, фекально-канализационные отстойники, резервуары нефтепродуктов объемом от 500 до 100000 м³, вертикальные отстойники, многокамерные септики, метантенки с оборудованием гидроэлеватора, резервуары-нейтрализаторы с пропеллерной мешалкой и насосом, подземные газохранилища и т.д. многие из этих сооружений в плане имеют элементы конструкций, передающие динамические нагрузки на основания в виде кольцевого поперечного сечения.

Во избежание аварийных ситуаций вышеупомянутых подземных сооружений рассмотрим напряженные состояния оснований, состоящих из нормальных грунтов со структурно-неустойчивыми подстилающими слоями.

Для решения данной задачи принимаем модель элементов конструкций, которые передают динамическую нагрузку на грунт, как жесткий штамп и определяем напряженное состояние оснований, как 2-х слойного грунтового слоя в виде линейно-деформированной среды, основанной на предположении, что можно использовать соответствующие решения теории упругости. В этой модели грунтовые слои будем считать идеально упругими, однородными и изотропными пространствами или упругими слоями. Для практических целей большое значение имеет рассмотрение вопроса о действии на фундамент или элементов конструкций подземных сооружений гармонически изменяющихся во времени вертикальных и горизонтальных сил и пар сил (моментов).

Рассмотрим установившиеся гармонические колебания элементов конструкций подземных сооружений, имеющих кольцевого поперечного сечения. При этом 2-х слойное основание принимаем, как упругое пространство. От элементов конструкций на основание действуют вертикальная статическая сила Q и пара сил с возмущающим моментом $Me^{i\omega t}$, приложенные в вертикальной диаметральной плоскости элементов конструкций подземных сооружений. Допускаем, что высота элементов конструкций, передающих динамические нагрузки на основания, малой по сравнению с их наружным радиусом. В этом случае под действием возмущающего момента элементы конструкций будут совершать лишь угловые колебания (рис.1.).

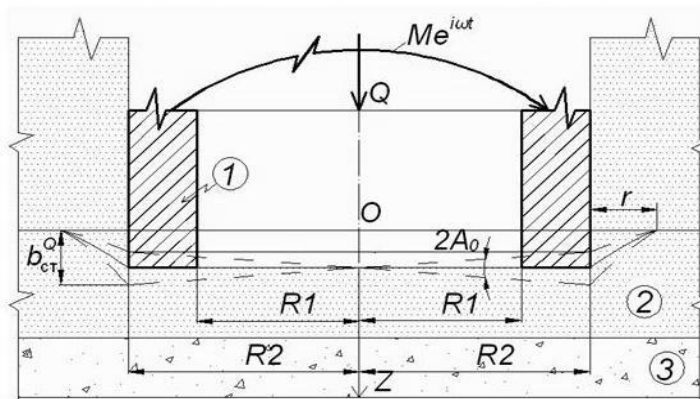


Рис. 1. Колебания элементов подземных сооружений (1) кольцевого поперечного сечения от усилий Q и M на 2-х слойном основании (2 и 3). 2 – песчаный слой, 3 – заторфованный структурно-неустойчивый слой

Предполагается, что силы трения между подошвой элементов конструкций или фундамента и полупространством, состоящего из грунтового основания, отсутствует, и что поверхность основания вне передающего динамические нагрузки элемента конструкций, т.е. элемент конструкции или фундамент под действием приложенного момента совершают угловые колебания $A_0 e^{i(\omega t - \varphi)}$, где A_0 – амплитуда угловых колебаний фундамента или элементов конструкций, передающих динамическую нагрузку на 2-х слойное основание; φ – угол сдвига фаз. Подошва элементов конструкций подземных сооружений при этом не отрывается от пространства, состоящего из 2-х слойного основания, и выполняется условие $b_{до}^0 > A_0 R_2$. Тогда получим:

$$b_{до}^0 = \eta_0 \frac{Q(1-\mu)}{4GR_2}$$

где $b_{до}^0$ деформация поверхности основания из 2-х слойного грунта при статически действующей вертикальной нагрузке Q ; μ – коэффициент Пуассона элементов конструкций; $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ – постоянная Ламэ; η_0 – коэффициент, зависящий от соотношения радиусов $\varepsilon = R_1/R_2$ из железобетона при $\mu=0,25$, можно принимать из графика показанного на рис. 2. В формулах E – модуль упругости железобетона, как элементов конструкций.

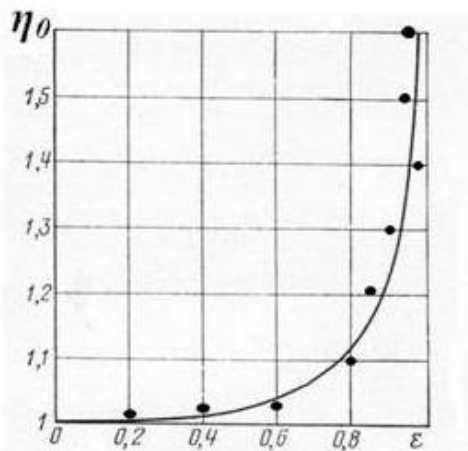


Рис. 2. График зависимости коэффициента η_0 от $\varepsilon = R_1/R_2$

Основные результаты решения динамической задачи колебаний элементов конструкций на 2-х слойном грунтовым основании со слабыми подстилающими слоями на примере,

заторможенных грунтов под намывными песками, имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= K_d A_1, \quad A_1 = \frac{3M}{16(1-\beta^2)GR_2^3}; \quad K_d = \frac{1}{3\eta_0(1-2\xi\cos\delta+\xi^2)^{1/2}}; \\ \operatorname{tg}\varphi &= \frac{\sin\delta}{\cos\delta-\xi}; \quad \xi = \frac{k_1^2 I_k^r}{16(1-\beta^2)\eta_0}; \quad I_k^r = \frac{I_k}{\rho R_2^5}; \quad \varepsilon = \frac{R_1}{R_2}; \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где K_d – динамический коэффициент для перемещений элементов конструкций; I_k – момент инерции массы кольцевого элемента конструкций относительно своей оси. Значение k_1 определяется по формуле: $k_1 = \omega R_2 \left(\frac{\rho}{G} \right)^{1/2}$; I_k^r – момент инерции кольцевого элемента конструкций относительно диаметра элемента; ω – угловая частота элементов конструкций; ρ – плотность материалов для элементов конструкций; η_0 и δ – коэффициенты, зависящие от величины коэффициента Пуассона элементов конструкций μ и величины ε .

На основании формул (1) и принимаются на основе экспериментальных данных можно построить графики изменения динамического коэффициента K_d и угла сдвига фаз φ в зависимости от k_1 при различных значениях μ, ε и I_k^r . Для примера, на рис.3. показано такие графики для $\mu=0,25$; $\varepsilon=0; 0,8$ и $I_k^r=0; I_k^r=2$.

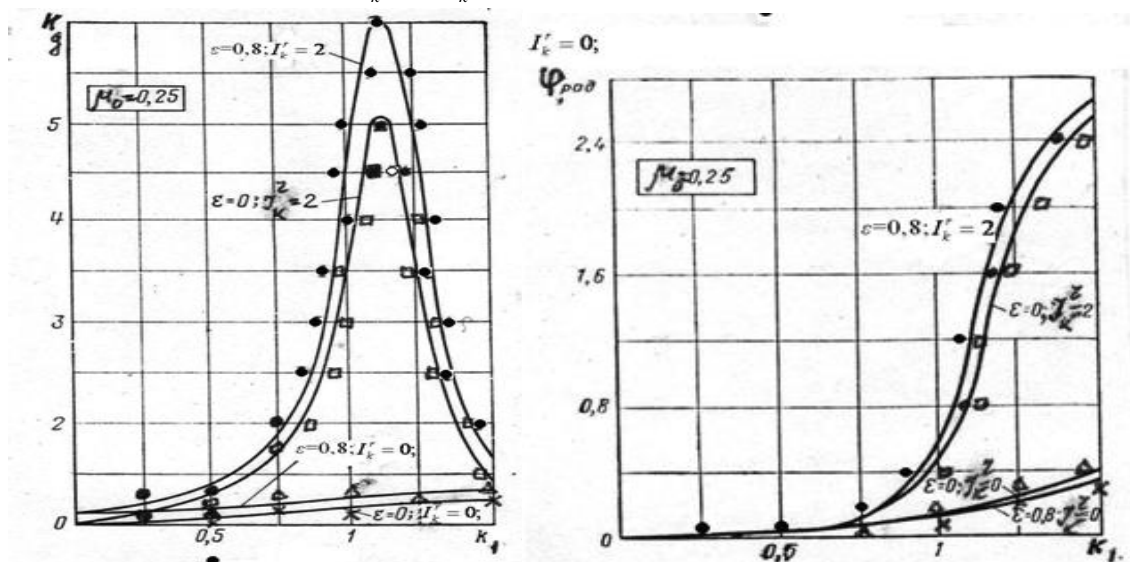


Рис. 3. Графики изменения динамического коэффициента K_d и угла сдвига фаз φ в зависимости от k_1 при различных значениях μ, ε и I_k^r

Суммарные статические (от собственного веса подземных сооружений и вышележащих грунтов до подошвы элементов конструкций) и динамические нормальные напряжения σ_z на площадке контакта подошвы с грунтовым основанием определяются по формулам:

$$\sigma_z(r, 0, t) = \sigma_{z(\bar{n}\bar{\delta})}^Q(r, 0) + \sigma_{z(\bar{n}\bar{\delta})}^P(r, 0)\alpha(r)e^{i[\omega t - \psi(r)]}, \quad \text{при } (0 \leq r < R), \quad (2)$$

$$\text{где } \sigma_{z(\bar{n}\bar{\delta})}^Q(r, 0) = -\frac{Q}{2\pi R(R^2 - r^2)^{1/2}}, \quad \text{при } (0 \leq r < R), \quad (3)$$

$$\alpha(r)e^{-i\psi(r)} = \frac{1}{\eta_0(1-2\xi_0\cos\delta+\eta_0^2)^{1/2}} \left[p(1) - \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \sum_{n=0}^N a_n \left(\frac{r}{R}\right)^{2n} \right] \quad (4)$$

Если обозначить массы элементов, передающие динамическую нагрузку на основа-

ния, без учета собственного веса сооружений и элементов конструкций, тогда получим:

$$m_y = \frac{m}{\rho R_2^3} \text{ и } \xi = -\frac{k_1^2 m_y}{8(1-\beta^2)\eta_0}.$$

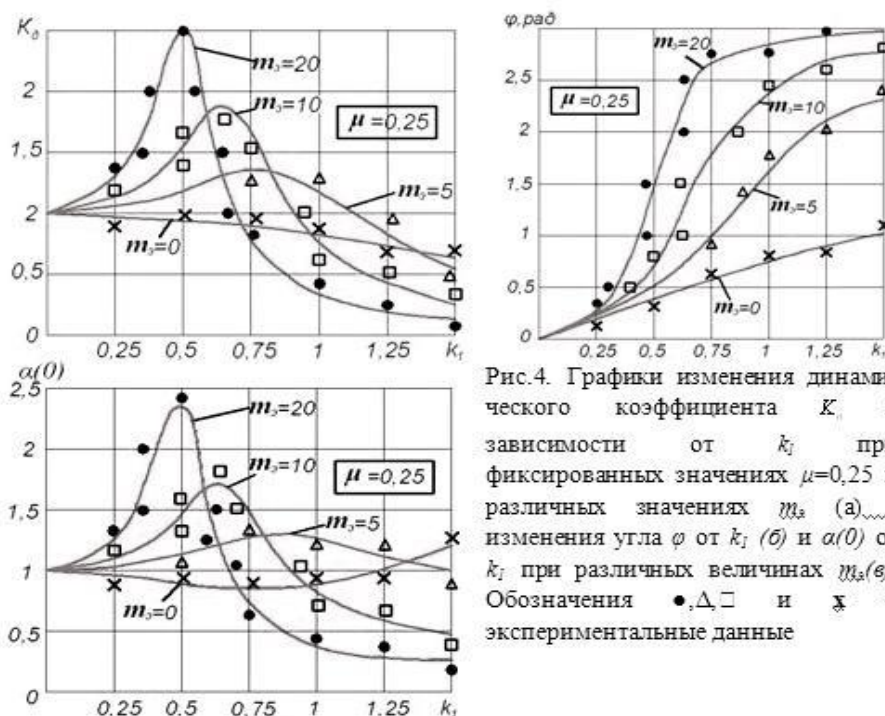


Рис.4. Графики изменения динамического коэффициента K в зависимости от k_1 при фиксированных значениях $\mu=0,25$ и различных значениях m_3 (а), изменения угла φ от k_1 (б) и $\alpha(0)$ от k_1 при различных величинах m_3 (в). Обозначения \bullet, Δ, \square и \times – экспериментальные данные

Выражение для $\sigma_{z(\bar{n}0)}^P(r,0)$ можно получить из (3) заменой Q на P . В том случае, когда на элементы конструкций, передающих нагрузку на основания, действует сила $Q + P \cos \omega t$, в формуле (2) следует заменить $e^{i[\omega t - \psi(r)]}$ на $\cos[\omega t - \psi(r)]$. Здесь $\sigma_{z(\bar{n}0)}^P(r,0)$ – нормальное напряжение на площадке контакта при статическом приложении силы P ; $\alpha(r)$ – динамический коэффициент для напряжения σ_z ; $\psi(r)$ – угол сдвига фаз между напряжением и приложенной силой. Для примера на рис.4. изображены изменения K_d от k_1 , φ от k_1 и $\alpha(0)$ от k_1 при $\mu=0,25$ и массой элементов конструкций $m_3=0;5;10;20$ т или $m_3=0;50;100;200$ кН.

Для измерения вибраций использовали пьезо акселерометры, позволяющие измерить абсолютные ускорения, а для измерений деформаций использовали тензорезисторы, записывающие устройства принимали многоканальные осциллографы.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. В 2-х слойных основаниях состоящих из прочных грунтов, но со слабыми структурно-неустойчивыми слоями подземных сооружений подверженные динамическим нагрузкам, слабые подстилающие слои деформируются, происходят провальные деформации сооружений и экологически нечистые продукты вытекая, загрязняют окружающую среду.
2. Предложены методики оценки напряженного состояния оснований со слабыми подстилающими слоями путем приведения их к линейно-деформируемым средам, которые позволяют использовать соответствующие решения по закономерностям теории упругости.
3. Колебания элементов конструкций подземных сооружений, которые передают динамические нагрузки на основания, состоящие из прочного грунта малой толщины (например намывного песка) и слабого подстилающего слоя (например торфянистого грунта), были приняты конструкции из железобетона кольцевого сечения, а основания из прочного грунта и слабого подстилающего слоя приведены к изотропно упругому полупространству. Решения данной задачи выполнены с помощью экспериментальных параметров, полученных при модульном испытании микровибраторами.